

U型截面钢拱稳定性相关问题研究

惠宽堂¹, 巨晶¹, 樊军建², 李瑾¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安有色冶金设计研究院, 陕西 西安 710001)

摘要: 现有研究采用径向荷载模式研究 U 型拱的平面内失稳, 本文通过对径向荷载与实际的竖向荷载模式的有限元分析, 发现采用径向荷载代替竖向荷载, 固支拱在矢跨比 0.05 到 0.35 时, 误差不大, 且偏于安全; 固支拱矢跨比 0.4 到 0.5 和销轴支座拱, 径向荷载偏于危险, 且矢跨比越大, 误差率越大. 针对钢拱的局部屈曲等问题, 本文提出加设缀板形成间断闭合截面的方法, 并与加设隔板的方法进行比较研究, 发现加设缀板优于加设隔板, 可更好提高钢拱平面外稳定性, 而且用料少、施工简单. 加设隔板、缀板对提高平面内承载力效果并不明显. 最后, 采用回归分析给出竖向荷载下圆弧拱的平面内屈曲荷载计算公式.

关键词: U 型钢拱; 平面外失稳; 荷载模式; 有限元分析; 加缀板

中图分类号: TU392.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)02-0171-06

拱形结构是具有弧形轴线的推力结构, 该结构具有较高的刚度和承载力, 在大跨度结构中得到广泛应用. 目前, 德国 DIN18800-II^[1] 和美国 SSRC^[2] 给出拱的稳定性计算方法, 我国 JGJ249-2011《拱形结构技术规程》^[2] 给出了稳定性设计的原则和方法. 对于受压和受弯拱的稳定问题, 国内外已进行大量相关研究, 给出了相应的理论解及计算方法^[4-11].

本文研究的 U 型钢拱由 3 块钢板焊接组合而成, 在其内部浇筑混凝土就形成型钢—混凝土组合拱^[12-13]. 这种组合结构, 既可充分利用钢材的抗拉能力, 又可作为浇筑混凝土时的模板. 现有的研究采用径向荷载来研究 U 型截面拱的稳定^[12-13], 而实际上径向荷载并不能准确反映 U 型截面钢拱的受力. 型钢—混凝土组合拱所受的重力荷载, 并不是径向荷载, 而是竖向荷载, 同时也不是沿水平的均布荷载, 在拱的两个边部, 荷载分布明显大于跨度中部. 本文将对均布径向荷载模式与实际的竖向荷载模式, 在不同矢跨比、不同截面尺寸下的平面内屈曲荷载与形态进行比较研究. 相比于在 U 型钢拱两侧板之间焊接隔板, 本文提出焊接缀板的方法, 形成间断的闭合截面, 提高钢拱的稳定性.

1 结构概况

本文采用 ANSYS 软件中 APDL 语言编程进行分析. 结构几何模型见图 1a, 取跨度 l 为 40 m. 为研究径向荷载模式与竖向荷载模式对屈曲荷载的影响, 研究了矢跨比 f/l 从 0.05 到 0.5 等十种情况. 选用的 U 型截面尺寸共 10 种, 见表 1; 为研究加设隔板和缀板对 U 型拱稳定的影响, 以常用的矢跨比 0.25 为例, 分别研究了无隔板缀板、加设隔板和加设缀板三种情况, 讨论的隔板和缀板间隔包括 1.5 m、1.0 m、0.5 m 三种情况. 径向荷载模式与竖向荷载模式见图 1b 和图 1c. 钢材弹性模量取 2.06×10^{11} N/m², 泊松比取 0.3.

2 荷载模式对平面内屈曲的影响

实际拱的重力荷载, 沿拱轴方向单位长度重力荷载应该是相同的. 研究荷载模式对平面内屈曲的影响, 本文采用 beam188 单元, 沿拱轴线方向等间距划分网格, 节点加载来模拟, 径向加载荷载垂直于拱轴线, 竖向加载荷载垂直于地面. 端部约束考虑固支和销轴支座两种情况, 固支约束梁端部全部七个自

收稿日期: 2012-10-16 修改稿日期: 2013-03-25

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)(2012CB723302)

作者简介: 惠宽堂(1962-), 男, 陕西富平人, 副教授, 主要从事钢结构稳定与抗震研究.



图 1 结构模型及荷载模式

Fig. 1 Finite element model and load types

由度,销轴支座约束除平面内转动的另外六个自由度(包括翘曲自由度)^[14].对不同矢跨比,不同截面尺寸钢拱的屈曲形态进行比较,发现两种荷载模式前四阶平面外屈曲形态基本相同,销轴支座与固支拱屈曲形态也相近,但计算长度较大,固支拱屈曲形态见图 2.不同矢跨比和截面尺寸的固支拱、销轴支座拱在两种荷载模式下的第一阶屈曲荷载变化见图 3、图 4,固支拱部分数据见表 2、表 3.

表 1 钢拱截面尺寸

Tab. 1 Sectional dimension

Sec NO	H/mm	B/mm	t/mm	Sec NO	H/mm	B/mm	t/mm
Sec1	200	100	6	Sec7	400	200	10
Sec2	200	100	8	Sec8	400	200	12
Sec3	200	100	10	Sec9	400	200	14
Sec4	300	150	8	Sec10	500	250	10
Sec5	300	150	10	Sec11	500	250	12
Sec6	300	150	12	Sec12	500	250	14

径向荷载模式相对于竖向荷载模式的屈曲荷载误差率变化见图 5,负值说明径向荷载屈曲荷载值偏小,偏于保守;正值说明径向荷载屈曲荷载值偏大,偏于不安全.研究表明:

(1)径向荷载下,固支拱和销轴支座拱在矢跨比为 0.25 时,平面内稳定性最好;竖向荷载下,销轴支座拱矢跨比 0.25,平面内稳定承载力最高,固支拱矢跨比为 0.25 和 0.30 时,面内屈曲荷载接近,屈曲值最大.实际肋拱受的竖向荷载下,从面内稳定性角度来看,固支拱矢跨比取 0.2~0.35 为宜,销轴支座拱取 0.2~0.3 承载力较高.

(2)径向荷载和竖向荷载下,销轴支座拱面内屈曲荷载值均仅为固支拱的 30%~50%,矢跨比小时,销轴支座较固支支座屈曲荷载值下降更多.面内的支座转动能力对平面内稳定影响很大.



图 2 钢拱屈曲形态

Fig. 2 Buckling modes of steel arch

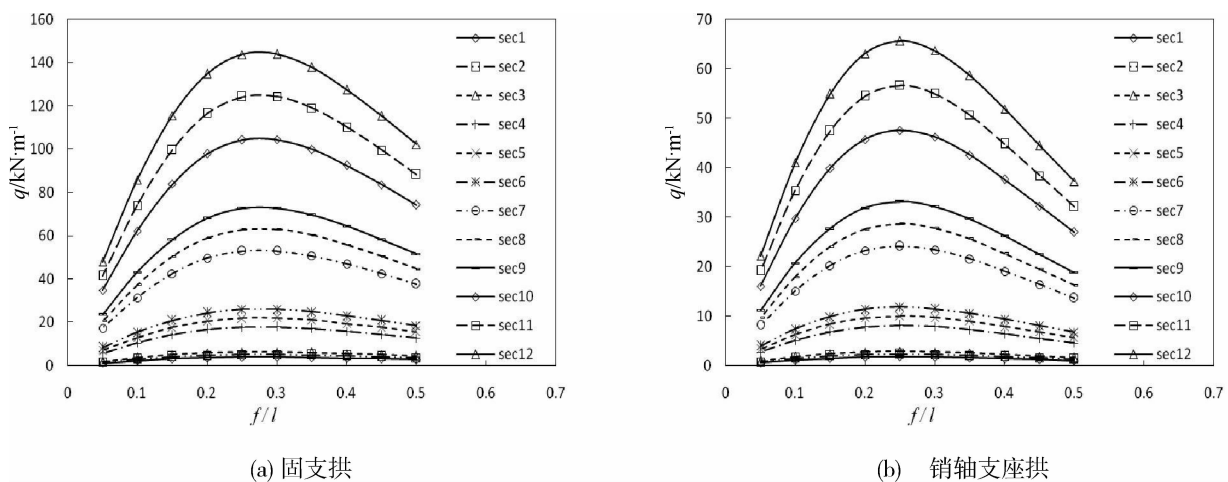


图 3 径向荷载下不同矢跨比平面内屈曲荷载

Fig. 3 In-plane buckling loads of radial loading

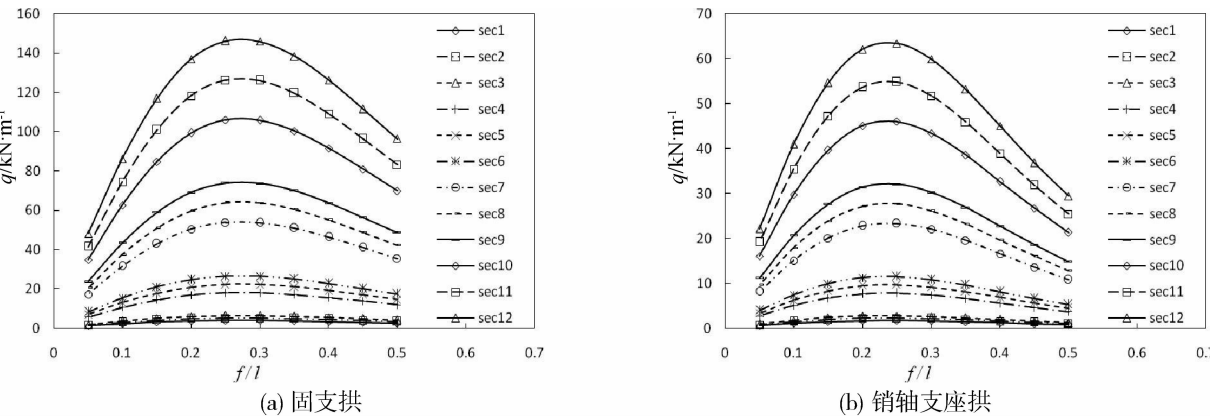


图 4 竖向荷载下不同矢跨比平面内屈曲荷载

Fig. 4 In-plane buckling loads of vertical loading

表 2 销轴支座拱径向荷载平面内屈曲荷载 (kN/m)

Tab. 2 In-plane buckling loads of radial loading

矢跨比	0.50	0.40	0.25	0.15	矢跨比	0.50	0.40	0.25	0.15
Sec 1	1.017 0	1.419 1	1.794 2	1.502 4	Sec7	13.686 5	19.094 8	24.140 1	20.218 5
Sec 2	1.330 0	1.855 7	2.346 3	1.964 6	Sec8	16.265 0	22.692 3	28.688 1	24.027 6
Sec 3	1.630 5	2.275 1	2.876 5	2.408 7	Sec9	18.792 5	26.218 5	33.146 1	27.761 4
Sec 4	4.605 5	6.425 8	8.124 2	6.803 4	Sec10	26.983 0	37.642 7	47.584 4	39.861 5
Sec 5	5.682 8	7.928 9	10.024 5	8.394 8	Sec11	32.128 8	44.821 4	56.659 3	47.463 5
Sec 6	6.731 7	9.392 3	11.874 8	9.944 3	Sec12	37.193 4	51.886 9	65.591 0	54.945 5

表 3 销轴支座拱竖向荷载平面内屈曲荷载 (kN/m)

Tab. 3 In-plane buckling loads of vertical loading

矢跨比	0.50	0.40	0.25	0.15	矢跨比	0.50	0.40	0.25	0.15
Sec 1	0.803 2	1.231 8	1.734 7	1.494 2	Sec7	10.807 8	16.574 0	23.338 6	20.107 8
Sec 2	1.050 3	1.610 8	2.268 4	1.953 9	Sec8	12.843 9	19.696 5	27.735 6	23.896 1
Sec 3	1.287 6	1.974 8	2.781 1	2.395 5	Sec9	14.839 8	22.757 3	32.045 7	27.609 4
Sec 4	3.636 9	5.577 6	7.854 6	6.766 2	Sec10	21.306 9	32.672 1	46.003 7	39.642 9
Sec 5	4.487 6	6.882 3	9.691 9	8.348 9	Sec11	25.370 2	38.902 9	54.777 1	47.203 1
Sec 6	5.315 9	8.152 6	11.480 7	9.889 9	Sec12	29.369 4	45.035 5	63.412 2	54.644 2

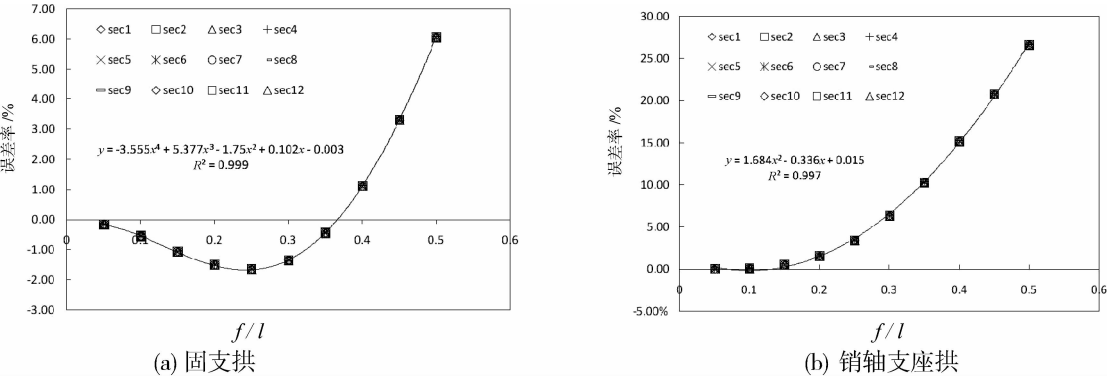


图 5 不同矢跨比下径向加载屈曲荷载误差率

Fig5. Buckling load error rate of radial loading

(3)固支拱和销轴支座拱径向荷载相对于竖向荷载的误差率,与矢跨比相关,与截面尺寸关系不大。固支拱在矢跨比 0.05 到 0.35 时,径向荷载误差率为负,把竖向荷载按径向荷载考虑偏于安全,在矢跨比 0.25 处负的误差率最大,为 1.66%;在矢跨比 0.4 到 0.5 时,误差率为正,径向荷载偏于危险,矢跨比 0.5 时,误差率达 6.06%。销轴支座拱,在各矢跨比,荷载误差率均为正值,径向荷载模式屈曲荷载均

小于竖向荷载模式屈曲荷载值,偏于危险;随着矢跨比的增大,误差率逐渐增大,矢跨比为 0.5 时,高达 26.62%,若把实际的竖向荷载按径向荷载考虑非常危险.径向荷载下,圆弧拱属于均匀受压拱(合理拱轴线),而竖向荷载下,圆弧拱处在压弯状态,两者研究基本理论也有较大差别.

(4)截面的翘曲对平面外稳定计算结果的影响非常大,平面外稳定研究必须打开梁单元的翘曲自由度;而平面内稳定主要与平面内抗弯刚度相关,翘曲自由度可以不用考虑;在工程实际中,工程设计人员应根据实际情况,选取合适的单元属性.

3 销轴支座下隔板、缀板对 U 型截面拱稳定性的影响

U 型钢拱两个侧板没有任何支撑,板的计算长度很大,同时侧板厚度相对于钢拱的轴向长度很小,容易局部屈曲,文献[12]采用钢拱内部加设隔板增强钢拱两侧板的稳定性,本文提出在开口处加设缀板构成间断闭合截面,并与有无隔板情况进行对比.隔板、缀板间距取 0.5 m,1 m,1.5 m 三种情况,隔板、缀板的厚度取为与钢拱板厚度相同.对加设隔板、缀板 U 型钢拱的研究,板件采用 shell181 单元进行模拟,有限元模型见图 6.荷载模式采用竖向荷载模式,端部采用销轴支座,加载位置位于 U 型截面拱底板.

矢跨比为 0.25 时, sec7—sec12 截面在无隔板无缀板,不同间距下的有隔板、有缀板钢拱平面内、平面外屈曲荷载见表 4.将表 4 无隔板缀板情况平面内屈曲荷载值与表 3 梁单元计算结果比较:shell181 单元计算结果稍大,误差在 2.7%左右.造成误差的

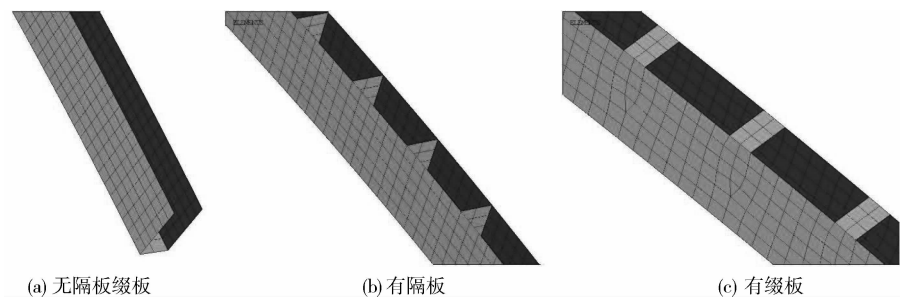


图 6 有限元模型

Fig. 6 Finite element model

原因一方面因为单元本身特性的差异,另一主要的原因是荷载加载在底板上较加载在拱轴线(梁单元)屈曲荷载值更高一些.

表 4 矢跨比 0.25 钢拱屈曲荷载(kN/m)

Tab. 4 Buckling loads of steel arch ($f/l=0.25$) / (kN/m)

失稳类型	截面	无隔板无缀板	隔板间距			缀板间距		
			1.5 m	1 m	0.5 m	1.5 m	1 m	0.5 m
平面内失稳	Sec 7	23.984 7	23.985 0	24.022 1	24.059 3	24.135 7	24.210 0	24.210 0
	Sec 8	28.482 6	28.526 5	28.541 3	28.541 1	28.661 0	28.745 8	29.005 3
	Sec 9	32.916 2	32.949 9	32.919 4	32.924 8	33.123 5	33.222 3	33.520 4
	Sec 10	47.261 6	47.323 4	47.355 1	47.447 7	47.517 7	47.636 7	48.008 8
	Sec 11	56.272 6	56.344 9	56.381 2	56.491 1	56.574 7	56.715 8	57.161 9
	Sec 12	65.133 0	65.217 4	65.259 8	65.384 8	65.483 8	65.648 7	66.162 2
平面外失稳	Sec 7	0.717 4	1.079 1	1.266 3	1.958 2	1.196 8	1.453 9	2.560 1
	Sec 8	1.049 6	1.632 1	1.915 0	2.938 8	1.799 0	2.185 0	3.751 7
	Sec 9	1.649 1	2.310 7	2.706 5	4.085 8	2.536 4	3.071 4	5.083 3
	Sec 10	1.319 9	1.887 8	2.204 2	3.434 3	1.992 6	2.406 6	4.254 0
	Sec 11	1.806 3	2.735 4	3.240 5	5.127 0	2.894 0	3.541 9	6.264 1
	Sec 12	2.404 3	3.790 5	4.525 4	7.155 2	4.007 3	4.930 6	8.578 3

* 缀板沿环向宽度 b 取 0.1m,厚度取与 U 型钢拱钢板厚度相同

将不同截面尺寸,不同隔板间距的平面内和平面外屈曲荷载进行比较:

(1)限制住拱各板件的侧倾,使结构产生平面内整体屈曲时,增加的隔板和缀板对平面内稳定性提高不大.通过加设缀板、隔板提高结构面内承载力并不可行,平面内承载力可通过增大 U 型截面的尺寸实现.

(2)对结构侧向不加任何支撑和约束,结构表现为平面外失稳,无隔板无缀板拱平面外屈曲荷载不到面内屈曲荷载的5%,U型截面加设隔板、缀板均可显著提高钢拱的面外承载力。

(3)加设缀板相比于加设隔板,使用更少的材料,却可更好的提高钢拱的面外承载力。相同间隔,相比于隔板,加设缀板的 sec1—sec3 截面的节省缀材材料 34%—42%,sec4—sec6 节省约 60%,sec7—sec8 节省约 70%,sec9—sec12 节省约 77%,而屈曲荷载却均高于加设隔板情况,且间距越小时,提高率越大。加设缀板,保证了板件的局部稳定,也使得截面形成间断的闭合截面,提高了钢拱的整体刚度,材料有效利用率高于加设隔板的方法。加设隔板和缀板均随着间距的减小,平面外屈曲荷载增大越来越快,增大的原因除了面外抗弯刚度和扭转刚度的增大,还有一个很重要的原因:截面近于闭口时,抵抗翘曲的能力增强。

(4)另外,通过销轴支座拱与固支拱屈曲荷载的比较,平面内的转动能力对平面外稳定影响很小;销轴支座拱的端部翘曲约束,对结构稳定性影响很大,端部支座设计中应通过桶装加劲构造等措施保证其得到足够约束^[15]。

加缀板比加隔板更容易施工,在缀板间距较大下仍有较高承载力且不会影响混凝土与钢拱的共同工作,加缀板不管是从结构稳定性,经济性以及实际可操作性上均优于加隔板的方法。对于 U 型截面钢拱的平面内稳定设计可通过设计截面尺寸,平面外稳定性可通过加设缀板和侧向支撑完成设计。

4 U 型截面拱平面内屈曲荷载公式拟合

圆弧拱径向荷载下,属于纯压拱,其屈曲荷载已有理论解。由径向荷载理论解和径向荷载相对于竖向荷载的误差,采用回归分析,拟合得到竖向荷载下圆弧拱的屈曲荷载简便计算公式:

固支拱: $q_{cr} = (4.568x^4 - 6.278x^3 + 2.012x^2 - 0.13x + 1.003) \cdot q_{cr}^*$ 相关系数:0.999;

销轴支座拱: $q_{cr} = (-1.172x^2 + 0.612x + 0.995) \cdot q_{cr}^*$ 相关系数:0.997;

式中, $x = f/l, q_{cr}^*$ 为径向荷载下圆弧拱屈曲荷载值。

5 结 论

(1)径向荷载模式与竖向荷载模式下 U 型截面拱平面内各阶屈曲形态相近。把竖向荷载按径向荷载模式考虑,固支拱在矢跨比 0.05 到 0.35 时,误差不大,且偏于安全;固支拱矢跨比 0.4 到 0.5 和销轴支座拱各矢跨比均偏于危险,且矢跨比越大,误差率越大。对拱的研究有必要采用更为准确的竖向荷载模式。

(2)加设隔板、缀板可有效提高板件的局部稳定及 U 型截面拱的平面外承载力,但对平面内承载力提高很小。

(3)相同间距情况下,加缀板钢拱屈曲荷载均明显大于加隔板钢拱,且使用材料少;间距越小,屈曲荷载提高越为明显。

(4)以径向荷载圆弧拱屈曲荷载计算公式为基础,采用回归分析,得到计算竖向荷载下圆弧拱屈曲荷载的计算公式,相关系数满足要求。

参考文献 References

- [1] DIN18800-II Structural steel work[S]. Berlin: Deutsches institut für Normung e. V, 1990.
- [2] American Structural Stability Research Council; Theodore V. Galambos. Guide to stability design criteria for metal structures [M]. 5th ed. John Wiley & Sons, INC, 1998.
- [3] JGJ249-2011 拱形钢结构技术规程[S]. 北京:中国计划出版社, 2011.
JGG249-2001 Technical specification for steel arch structure[S]. Beijing: China Planning Press, 2011.
- [4] 项海帆, 刘光栋. 拱结构的稳定与振动[M]. 北京: 人民交通出版社, 1991: 5-186.
XIANG Hai-fan, LIU Guang-dong. Stability and vibration of arch structures[M]. Beijing: China Communications Press, 1991: 5-186.
- [5] PAPANGELIS, J P, TRAHAI, N S, Flexural-torsional stability of Arch[J]. Journal of Structural Engineering,

- ASCE, 1987, 113(4): 889-906.
- [6] TRAHAIR, N S, PAPANGELIS, J P. Flexural-torsional buckling of mono-symmetric arches[J]. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(10): 2271-2289.
- [7] PI Y L, TRAHAIR N S. In-plane buckling and design of steel arches [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(11): 1291-1298.
- [8] 杨永华, 吴杰. 单轴对称截面圆弧拱平面外稳定性研究[J]. 工程力学, 2012, 29(3): 27-32.
YANG Yong-hua, WU Jie. Out of plane stability of mono-symmetric circular arches[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(3): 27-32.
- [9] 程鹏, 童根树. 圆弧拱平面内弯曲失稳一般理论[J]. 工程力学, 2005, 22(1): 93-101.
CHENG Peng, TONG Gen-shu. A general theory for in-plane nonlinear analysis of circular arches[J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(1): 93-101.
- [10] 林冰, 郭彦林, 黄李骥. 均匀受压两铰圆钢拱的平面内稳定设计曲线[J]. 工程力学, 2008, 25(9): 100-105.
LIN Bing, GUO Yan-lin, Huang Li-ji. In-plane stability design curves of two-hinged steel circular arches in uniform compression [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(9): 100-105.
- [11] PI Y L, Trahair N S. Out-of-plane inelastic buckling and strength of steel arches [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(2): 174-183.
- [12] 常玉珍, 王玲玲, 李晓莉. U型截面钢拱平面内稳定分析[J]. 武汉理工大学学报, 2010, 32(9): 301-304.
CHANG Yu-zhen, WANG Ling-ling, LI Xiao-li. In plane stability analysis of U-section steel arch[J]. J. Wuhan Univ. of Tech., 2010, 32(9): 301-304.
- [13] 常玉珍, 王玲玲, 李晓莉, 等. U型截面钢拱平面外稳定分析[J]. 西安建筑科技大学大学学报: 自然科学版, 2011, 43(2): 202-207.
CHANG Yu-zhen, WANG Ling-ling, LI Xiao-li, et al. Out of plane stability analysis of U-section steel arch [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2011, 43(2): 202-207.
- [14] 窦超, 郭彦林. 均匀受压圆弧拱平面外弹塑性稳定设计方法[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(1): 104-110.
DOU Chao, GUO Yan-lin. Out-of-plane inelastic stability and strength design of circular arches in uniform compression[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(1): 104-110.
- [15] 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 173-177.
CHEN Shao-fan. Principles of steel structure design [M]. Beijing: Science Press, 2005: 173-177.

Out-of-plane stability analysis of U-section steel arch

XI Kuan-tang¹, JU Jing¹, FAN Jun-jian², LI Jin¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Xi'an Engineering & Research Institute of Nonferrous Metals, Xi'an 710001, China)

Abstract: Radial load mode is adopted in the study of the instability of U-section steel arch in the most existing research. In this article, radial and vertical load models are studied using finite element analysis. It shows that the fixed arch's results of the radial load are more conservative when $f/l = 0.05$ to 0.35 , and the error is small. In addition, radial load is dangerous when $f/l = 0.4$, 0.45 and 0.5 of fixed arches, so do all pin bearing arches, and the bigger rise-span ratio, the greater error. To prevent buckling of steel arch, this paper proposes a method using a discontinuous-closed cross section with adding batten plate, and it can be an effective way to enhance the out-plane stability of U-section steel arch. Compared with the U-section steel arch with clapboard, the proposed method can get greater buckling load with less material. Provided with batten plate, clapboard is not good for improving in-plane instability. Finally, this paper puts forward a calculation formula for the in-plane buckling vertical load.

Key words: U-section steel arch; in-plane instability; load model; FEA; with batten plate